

## 大重綱平・梶取真一・谷本俊輔・佐々木哲也

そこで、本報では、地震による亀裂及びゆるみ（密度低下）の発生状況と、それらによる堤防の浸透特性の変化を調べるために行った遠心力载荷模型実験の結果について報告する。

本実験は、幅1.5m、奥行き0.3m、高さ0.5mの土槽内に1/50縮尺模型を作製し、50Gの遠心加速度の下で実施したものである。以降に示す数値は、特記しない限り実物スケールに換算した値である。

図-1の模型概要図に示すとおり、層厚9.0mの基礎地盤（液状化層・支持層）の上に、高さ7.5m、天端幅7.5m、法勾配2割の堤防模型を構築し実験を行った。堤体については、土質の違いによる地震後の浸透特性変化について把握するため、砂質土と粘性土の2種類を実験ケースとして設定した。

実験ケースを表-1に示す。模型地盤において、Case1、2については、堤体は砂質土を想定し含水比  $w=16.5\%$  に調製した江戸崎砂を用いて締固め度  $D_r=90\%$  で、液状化層は東北硅砂7号を用いて相対密度  $D_r=40\%$  で、支持層は宇部硅砂6号を用いて相対密度  $D_r=90\%$  でそれぞれ作製した。

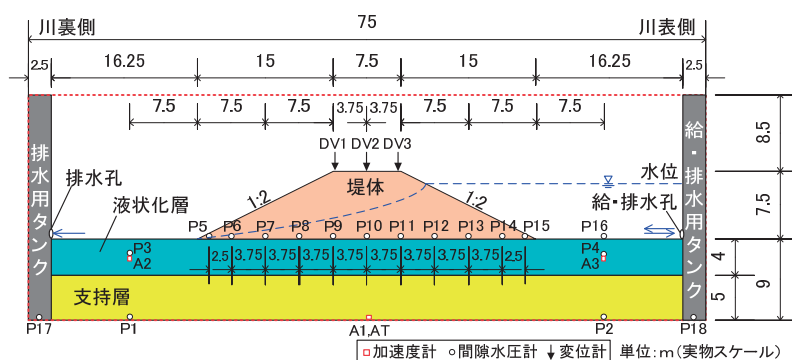


図-1 模型概要図（実物スケール）

表-1 実験ケース

| ケース   | 遠心<br>加速度 | 堤体                            | 液状化層                   | 支持層                    | 実験手順      | 備考 |
|-------|-----------|-------------------------------|------------------------|------------------------|-----------|----|
| Case1 | 50G       | 江戸崎砂<br>$D_c = 90\%$<br>(砂質土) | 東北珪砂7号<br>$D_r = 40\%$ | 宇部珪砂6号<br>$D_r = 90\%$ | 浸透実験→加振実験 | —  |
| Case2 |           |                               |                        |                        | 加振実験→浸透実験 | —  |
| Case3 | 50G       | ローム<br>$D_c = 90\%$<br>(粘性土)  | 東北珪砂7号<br>$D_r = 40\%$ | 宇部珪砂6号<br>$D_r = 90\%$ | 浸透実験→加振実験 | —  |
| Case4 |           |                               |                        |                        | 加振実験→浸透実験 | —  |

Case3、4については、堤体は粘性土を想定し自然含水比  $w=85.0\%$  のロームを用いて締固め度  $D_r=90\%$  で、液状化層と支持層はCase1、2と同様の材料、条件でそれぞれ作製した。

Case1,3では健全な堤体に対する浸透特性をまず確認するため浸透実験をはじめに実施し、その後加振実験を行い亀裂や密度変化の発生状況を確認・記録した。一方、Case2,4では加振実験の後に浸透実験を行うことで、地震動による変状が生じた堤防の浸透特性を確認した。なお、いずれのケースについても、浸透実験では青く着色したメトローズ水溶液により川表水位を3.5m、4.5m、5.75mと段階的に増加させ、各段階で約17時間にわたって水位を保持した。また、加振実験では1Hz、300gal、20サイクルの正弦波の入力を基本とし、加振による堤防の沈下量や亀裂等の変状を確認しながら数回の加振を行った。

各ケース終了後の模型解体時には、小型コアカッターによる30点程度での採取試料から堤体の密度分布を把握するとともに、堤防表面から亀裂部に白色の塗料を流し込んで堤防横断面を開

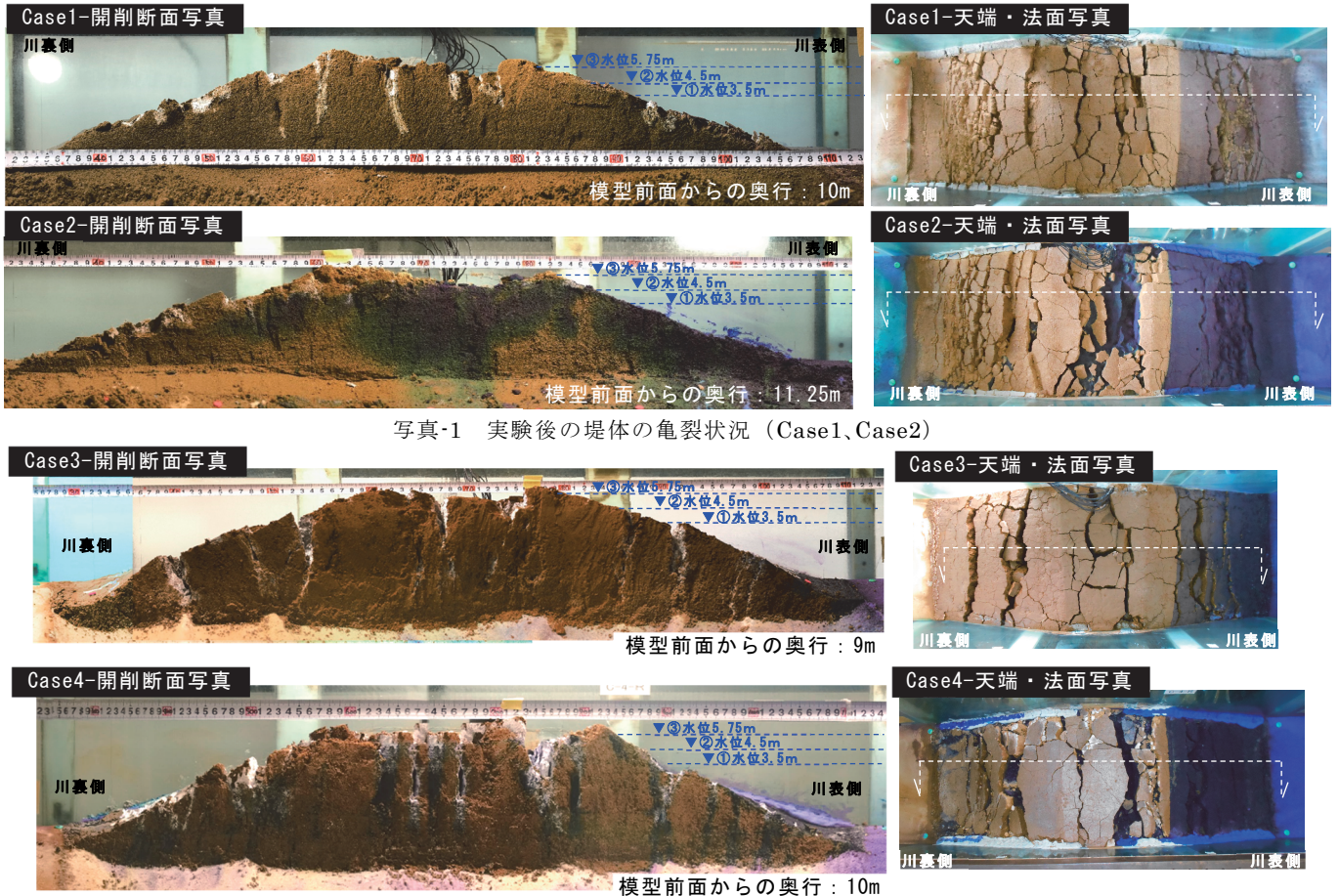


写真-1 実験後の堤体の亀裂状況 (Case1、Case2)

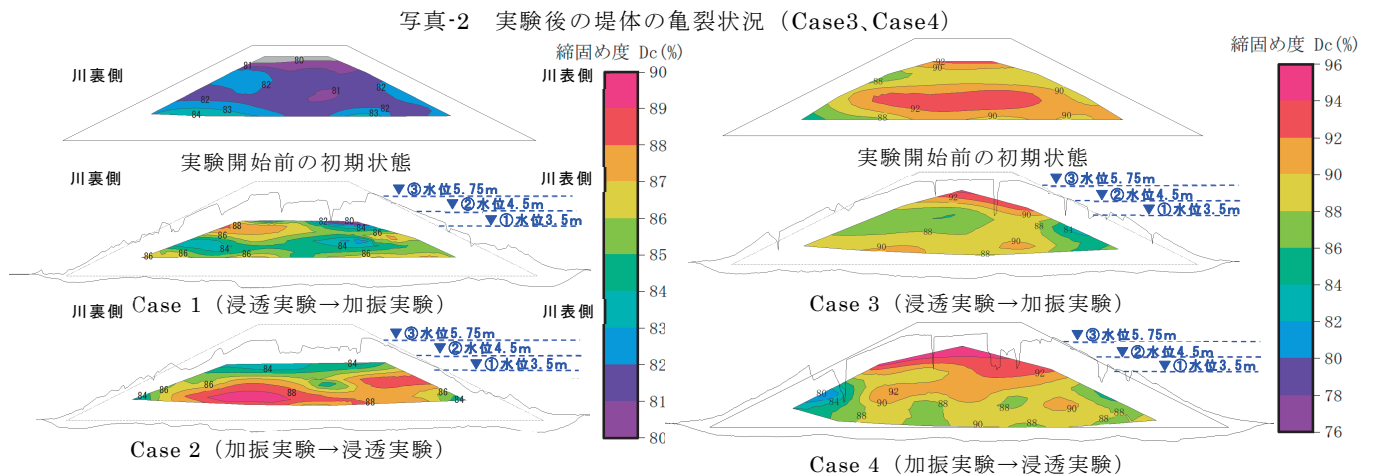


図-2 堤体内の密度分布 (Case1、Case2)

図-3 堤体内の密度分布 (Case3、Case4)

削・観察することにより亀裂の発生状況を記録した。なお、堤体については砂質土と粘性土の2種類を実験ケースとして設定しているが、堤体の初期密度の把握を目的として、遠心力の载荷履歴および飽和・不飽和履歴のない2種類の堤防模型に対し、小型コアカッターによる密度計測をそれぞれ行った。

### 3. 堤体の亀裂状況と密度変化

#### 3.1 砂質土堤防の亀裂状況と密度変化

Case1、Case2では300galの正弦波による加振

入力を2回行い、いずれのケースも天端の沈下量が1.6m程度、法尻の水平変位量が1.4m程度であった。実験後の堤体の亀裂状況を写真-1に、実験後の堤体表面形状に堤体内の密度分布を重ねたものを図-2に示す。Case1、2において、加振後の堤防表面形状や上面から見た亀裂の発生範囲は概ね似通っており、特にのり面に微細な亀裂が多く生じていることが確認される。ただし、亀裂の残存（白色塗料）は、Case1においてのみ確認され、Case2では確認されなかった。これは、Case2の加振実験で生じた亀裂が、浸透実験によ



る堤体の飽和度の上昇に伴い閉塞したためであると考えられる。

図-2では、堤体内の密度分布を締固め度 $D_c$ に換算して表示している。いずれのケースも $D_c$ の絶対値が90%と比べ全体的に低い数値となっている。これは小型コアカッター（模型スケールで直径30mm、高さ30mm）による試料の採取時に土が乱れたことによるものと考えられる。ただし、各ケースの堤体内密度分布を相対的に比較すると、実験開始前の初期状態、Case1、Case2の順に大きくなっており、加振や浸透により全体的に密度が増加している傾向が確認される。この要因としては、地震時の繰返しせん断による負のダイレイタンスの累積や高水時（亀裂からの浸水時）の飽和度上昇によるコラプス収縮の影響が考えられる。以上より、地震動による堤体の全体的な密度低下が生じている状況は確認されなかった。

### 3.2 粘性土堤防の亀裂状況と密度変化

Case3の加振入力は300galの正弦波の入力を1回、その後堤防の沈下量や亀裂等の変状が著しく表れたため、基本とする300galから150galへ落とした正弦波による入力を2回行った。一方、Case4は300galの正弦波の入力を1回、その後150galの正弦波の入力を1回行ったところ、Case3と同程度の沈下量となったため加振をここで終了することとした。

Case3、4では基礎地盤の液状化による堤体の変形が生じ、いずれも加振による天端の沈下量が1.1m程度、法尻の水平変位量が1.0m程度であった。実験後の堤体の亀裂状況を写真-2に、実験後の堤体表面形状に堤体内の密度分布を重ねたものを図-3に示す。Case3、4において、加振後の堤防表面形状や上面から見た亀裂の発生範囲が概ね似通っており、亀裂は砂質土堤防よりも全体的に大きく開口していることが確認される。また、加振後に浸透実験を行ったCase4においても、開削断面から明瞭に亀裂が残存（白色塗料）していることが特徴的である。これは、透水性が低い堤体に浸透による飽和度の上昇が生じにくく、土の強度や自立性が保たれたことによるものと考えられる。

図-3では、堤体内の密度分布を締固め度 $D_c$ に換算して表示している。なお、実験開始前の初期状態、Case3、Case4では試料採取時の乱れの影響を抑制するため、小型コアカッターの寸法を直径

50mm、高さ30mm（いずれも模型スケール）に変更している。その結果として実験開始前の初期状態では $D_c=90\%$ 付近を捉えることができたが、密度計測については今後も試行錯誤しながらより精度の高い計測ができるよう工夫や検討が必要である。Case3、4では亀裂の空隙部の影響により密度測定値が実験開始前の初期状態と比べ小さくなっている箇所もあるが、全体としては著しい堤体内密度の低下は認められない。

## 4. 堤体の浸透特性変化

### 4.1 砂質土堤防の浸透特性変化

Case1、2における単位奥行当りの流量と川表水位の時刻歴を図-4に示す。排水側流量は排水用タンクの水位上昇量を水圧計により計測し流量へ変換することで算定した。また、排水用タンクの水位が排水孔に近づくたびに、排水用タンクより水を抜いているため、排水側流量は時刻に対して間欠的となっている。

Case2の川表水位5.75m保持期間（③）において、法尻付近で漏水や小規模の崩壊が生じたが、決壊するほどの大規模な崩壊には至らなかった。Case1、2ではいずれも川表水位に対して排水側流量が比例的に増加しているが、Case2の期間③では排水側流量がCase1の約1.2倍程度と水位に対してやや増加している。ただし、Case2は漏水や小規模の崩壊が生じたにもかかわらず、排水側流量がこの程度にとどまったのは、3.1に示した密度増加や亀裂の閉塞状況が関係した可能性が考えられる。

### 4.2 粘性土堤防の浸透特性変化

Case3、4における単位奥行当りの流量と川表水位の時刻歴を図-5に示す。排水側流量の計測方法はCase1、2と同様である。

Case1、2と同様、Case3、4ではいずれも川表水位に対して排水側流量が比例的に増加しているが、Case4の水位が加振後の堤防天端付近まで上昇した期間③では排水側流量がCase3の約2倍程度と水位に対して大きく増加していることが確認された。粘性土堤防において、砂質土堤防よりも地震後の漏水量が顕著となったのは、3.2に示したように、加振による亀裂規模が大きいことや亀裂の閉塞が生じにくいことが理由として挙げられる。ただし、Case2と同様Case4の川表水位5.75m保

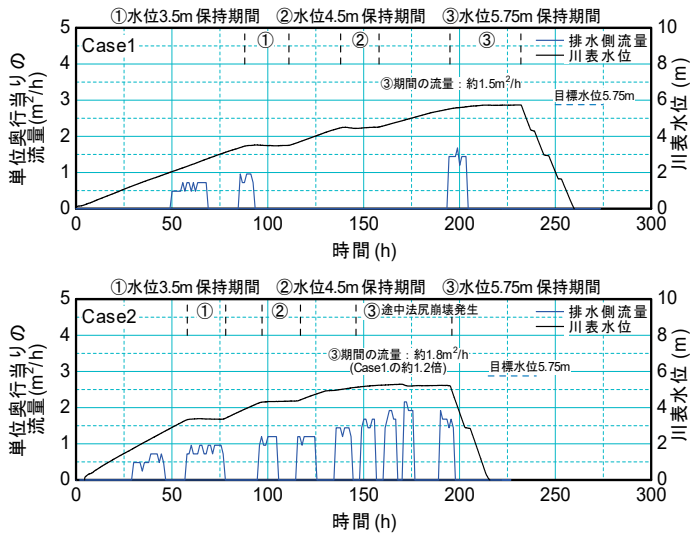


図-4 単位奥行当りの流量と川表水位の時刻歴  
(Case1、Case2)

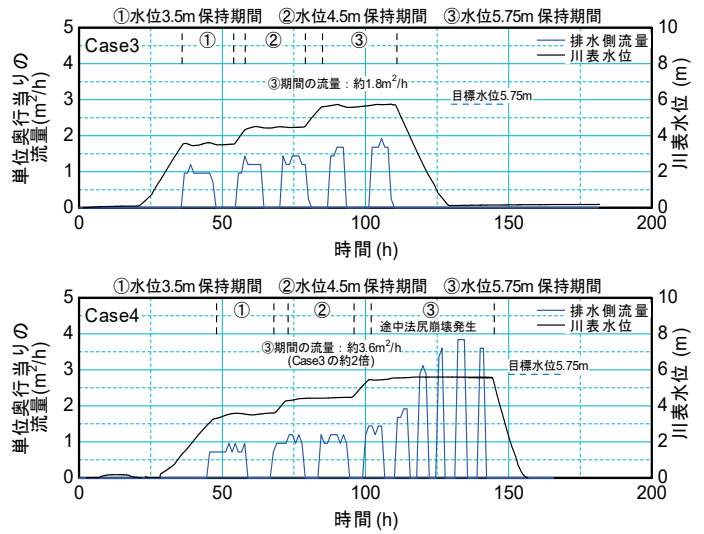


図-5 単位奥行当りの流量と川表水位の時刻歴  
(Case3、Case4)

持期間（③）においては、法尻付近で漏水や小規模の崩壊が生じており、Case3と比較して排水流量の増加は見られたが、決壊するほどの大規模な崩壊には至らなかった。

## 5. まとめ

地震後に生じた堤体の亀裂および密度変化と、それらによる堤防の浸透特性の変化について、遠心力载荷模型実験により検討を行った。本実験の条件下で得られた知見は以下のとおりである。

- 堤体材料が均一な砂質土堤防、又は粘性土堤防の場合、地震動や河川水の浸透の影響を受けた堤体にゆるみ（密度低下）が生じる状況は確認されなかった。これは、繰返しせん断に伴う負のダイレイタンスの累積や、高水時の飽和度上昇によるコラプス収縮が影響したものと考えられる。
- 堤体材料が均一な砂質土堤防の場合、加振によって生じた亀裂が、その後の河川水の浸透によって閉塞する状況が確認された。その結

果として、健全な堤防と比べ地震後の堤防からの著しい漏水量の増加は認められなかった。

- 一方、堤体材料が均一な粘性土堤防の場合、加振による亀裂は砂質土堤防よりも全体的に大きく開口しやすく、また、浸透による亀裂の閉塞状況は確認されなかった。その結果として、健全な堤防と比べ地震後の堤防からの漏水量は増加する可能性があることがわかった。

なお、本実験では地震動による亀裂を全く修復することなく浸透実験を行ったが、震災後の実際の堤防では、少なくとも亀裂への土砂充填などの応急措置が行われる。今後はこうした点も含めて、地震後の堤防機能に着目した検討を行っていきたい。

## 参考文献

- 国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針・解説 Ⅱ.堤防編一、pp.16、2016.3

大重綱平



土木研究所地質・地盤  
研究グループ土質・振  
動チーム 交流研究員  
OSHIGE Kohei

梶取真一



研究当時 土木研究所  
地質・地盤研究グループ  
土質・振動チーム  
主任研究員、現 土木  
研究所企画部研究企画  
課 副参事  
KAJITORI Shinichi

谷本俊輔



土木研究所地質・地盤  
研究グループ土質・振  
動チーム 主任研究員  
TANIMOTO Shunsuke

佐々木哲也



土木研究所地質・地盤  
研究グループ土質・振  
動チーム 上席研究員  
SASAKI Tetsuya